

IL CONSOLIDAMENTO DEL PATRIMONIO ESISTENTE: TECNICHE MISTE DI INTERVENTO

B. Briseghella^{*}, E. Siviero^{*}, T. Zordan^{*}

^{*} Università IUAV di Venezia
Dipartimento di Costruzione dell'Architettura
Dorsoduro 2206, 30123 Venezia, Italy

Summario. *L'intervento di riabilitazione strutturale proposto per il ponte Resia sull'Isarco, a Bolzano, nasce dalla constatazione della non soddisfacente risposta strutturale del manufatto nei confronti degli incrementati livelli di carico cui recentemente è stato sottoposto.*

Il manufatto, progettato negli anni '40, ha manifestato nell'ultimo decennio la comparsa di un quadro fessurativo tale da richiedere la predisposizione di interventi di retrofitting, malgrado un generale buon livello di conservazione dei materiali da costruzione.

L'intervento di seguito presentato in estrema sintesi, prevede il rinforzo della struttura esistente con una tecnica mista che accoppia la precompressione esterna all'impiego di placcaggi in FRP. A monte della progettazione sono state effettuate analisi difettologiche, prove di carico e campagne sperimentali per la caratterizzazione meccanica dei materiali.

1 INTRODUZIONE

Il concetto moderno di durabilità strutturale nasce tra la fine del 1700 e gli inizi del 1800 in concomitanza al diffondersi di tecniche costruttive legate all'impiego dei nuovi materiali (acciaio e calcestruzzo armato) e al comparire di problemi congeniti quali corrosione e fessurazione.

Solo dagli anni '50 in poi, tuttavia, il problema della durabilità ha assunto un ruolo di fondamentale importanza nella progettazione strutturale ed architettonica.

Ciò è derivato in parte dalla necessità di ricostruire in breve tempo il patrimonio infrastrutturale e immobiliare distrutto durante la IIa guerra mondiale, e in parte all'uso diffuso di materiali da costruzione di recente introduzione, poco sperimentati fino a quel tempo dalla maggior parte dei progettisti, che si sono manifestati meno performanti di quanto previsto.

Negli ultimissimi anni inoltre, tale problema è stato ulteriormente aggravato dalle eccessive caratteristiche di deformabilità di alcune strutture progettate grazie alla accresciute opportunità fornite dallo sviluppo dei codici di calcolo automatici.

Infine, soprattutto nel campo delle infrastrutture, la mancanza di manutenzione da parte degli Enti gestori ha portato a livelli elevati di degrado anche in opere concepite in modo corretto sia in termini tecnologici che strutturali.

Quanto detto pone l'accento in modo deciso sulla necessità di un'attenta progettazione e gestione delle opere, al fine di minimizzare non tanto il costo iniziale di costruzione quanto invece il costo complessivo nei riguardi del mantenimento dell'efficienza funzionale di un certo manufatto durante tutto il suo periodo di servizio. E' noto infatti come non di rado, e ad esempio con una certa frequenza nel caso dei ponti in servizio, i costi totali per il mantenimento dell'opera abbiano già raggiunto e talvolta superato quelli di nuova costruzione, intendendo con i costi totali di mantenimento quelli espressi di seguito:

$$C_{Tot, t} = C_{Cost} + (C_{Isp} + C_{Man} + C_{Monit} + C_{Rip} + C_{St} + C_{Coll}) \quad (1)$$

Dove:

$C_{Tot, t}$ = Costo totale del manufatto per il mantenimento in efficienza durante l'intera vita effettiva;

C_{Cost} = Costo di costruzione;

C_{Isp} = Costi per le ispezioni;

C_{Man} = Costi per le manutenzioni;

C_{Monit} = Costi per i monitoraggi;

C_{Rip} = Costi per le riparazioni;

C_{St} = Costi per opere stradali provvisionali;

C_{Coll} = Costi di demolizione.

La minimizzazione di $C_{Tot, t}$ è ottenuta, tra le altre cose, oltre che con una corretta progettazione anche con un'oculata gestione che assicuri gli interventi manutentivi di tipo "soft" (manutenzione ordinaria), diluiti nel tempo per minimizzare gli interventi di manutenzione straordinaria.

In figura 1 è mostrato il livello di funzionalità nel tempo di un manufatto con evidenziati gli interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria.

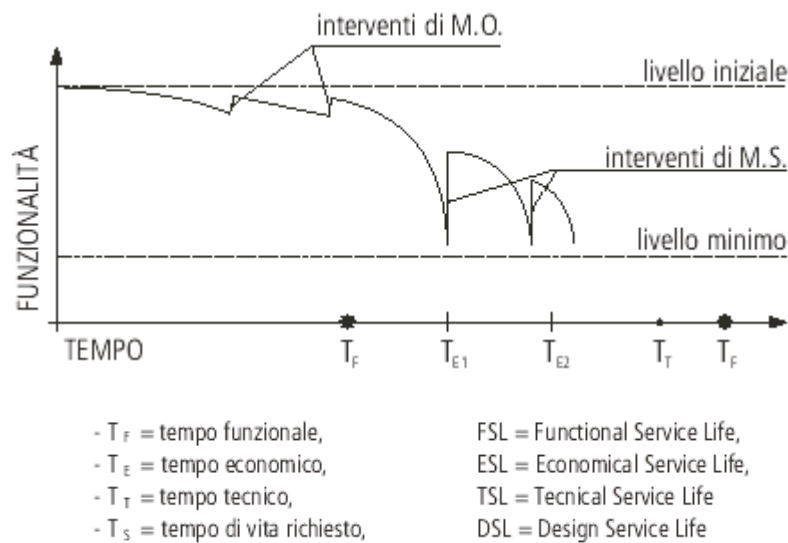


Fig.1: Funzionalità di un manufatto nel tempo in relazione agli interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria

2 CENNI DI DIFETTOLOGIA APPLICATA AL CASO IN ESAME

L'approccio difettologico come supporto al consolidamento strutturale ha origini relativamente recenti ed è sostanzialmente legato all'osservazione delle condizioni di deterioramento strutturale e tecnologico derivanti dal comportamento nel tempo dei materiali da costruzione ovvero alla loro durabilità..

La causa principale di ciò risiede nel naturale invecchiamento delle costruzioni, nella performance temporale di alcuni materiali e nell'incremento dei volumi di traffico, ma è aggravata da un passato approccio alla progettazione teso unicamente a minimizzare i costi di costruzione senza progettare la durabilità, la gestione e la manutenzione dell'opera. Nell'ottica di un moderno approccio, tali problemi non possono chiaramente più venir trascurati.

Il ponte presentato all'interno del presente lavoro è stato studiato apportando alcune modifiche ad un metodo di valutazione difettologica noto in letteratura e ascrivibile originariamente al lavoro del Prof. Wiecke dell'Università di Innsbruck.

L'analisi difettologica, secondo Wiecke consiste nello stimare lo stato di salute di un manufatto attraverso un indice espresso come di seguito:

$$S = \Sigma (G \times K_1 \times K_2 \times K_3 \times K_4) \quad (2)$$

Dove:

G = numero base accredita un danno o un difetto presenti nella struttura in relazione alle loro conseguenze sullo stato limite ultimo e sullo stato limite di servizio;

K₁ = fattore di volume considera l'estensione superficiale e la frequenza di uno specificato difetto;

K₂ = fattore di intensità valuta l'intensità di un determinato tipo di danno;

K₃ = fattore di elemento valuta le conseguenze di un tipo di danno presente sulla capacità portante di un componente strutturale e su quella dell'intera struttura;

K₄ = fattore di elemento esprime l'urgenza di intervenire per manutentore un determinato difetto

accertato.

Il lavoro di Wiecke classifica il danneggiamento strutturale secondo sei fasce diverse. La classe 1 corrisponde ad un livello nullo di danneggiamento per cui non sia previsto nessun tipo di intervento correttivo.

La classe 6 ($S \geq 50$) prevede necessità immediate d'intervento e chiusura del manufatto.

Uno studio condotto dallo IUAV-DCA nelle persone degli autori del presente lavoro, in collaborazione con CIAS e 4Emme Service S.p.a., ha portato alla modifica degli indici del metodo sopra presentato al fine di rendere maggiormente operativo il metodo stesso e consentire la differenziazione del livello di rischio nei confronti dei danni strutturali e di quelli tecnologici.

Sono stati introdotti due differenti tipi di indici difettologici: uno assoluto, legato al grado di conservazione di una classe di componenti strutturali (es. spalle, travi...) e uno relativo, che identifica il livello di danneggiamento di un singolo elemento all'interno di una specificata categoria (es. quella spalla, quella trave...).

La difettosità assoluta S_A è calcolata come di seguito:

$$S_A = \Sigma (G \times N \times K_1 \times K_2) \quad (3)$$

La difettosità assoluta S_R è calcolata come di seguito:

$$S_R = \Sigma (G \times K_1 \times K_2) \quad (4)$$

Dove:

G = numero base

K_1 = fattore di volume con valori che possono essere uguali a 0.2, 0.5, 1.0

K_2 = fattore di intensità con valori che possono essere uguali a 0.2, 0.5, 1.0

N = numero di volte che un certo elemento è presente nella costruzione.

A titolo di esempio, alcuni valori tipici di G sono presentati in tabella 1.

Tabella 1: esempi di valori tipici del numero base per alcuni tipi di difetti

	G
Difetti strutturali	
Corrosione armatura	5
Riduzione armatura di precompressione	5
Lesioni diagonali	4
...	...
Difetti tecnologici	
Macchie d'umidità	1
Espulsione del copriferro	2
Presenza di vespai	2
Dilavamento superficiale calcestruzzo	2
...	...

In figura 2 sono presentate una scheda di valutazione ispettiva e una scheda difettologica.

La scheda di valutazione ispettiva è uno strumento propedeutico all'analisi difettologica da usarsi durante le ispezioni visive sul manufatto.

Ogni scheda riporta tutti i difetti presentati da un singolo elemento strutturale di un certo materiale da costruzione.

Ci saranno quindi schede di valutazione ispettiva da compilare sul campo per:

- spalle;

- pile;
- giunti;
- piedritti;
- archi;
- travi e traversi;
- solette;
- ...

Le schede difettologiche contengono i parametri valutativi da assegnare per ogni singolo stato di degrade, al fine di passare dallo stato di identificazione allo stato di valutazione.

Ogni scheda descrive un tipo di difetto descritto da un'immagine di riferimento. Ogni scheda contiene:

- descrizione del difetto;
- elencazione delle cause che lo hanno prodotto;
- correlazioni con gli altri difetti;
- una sintesi degli interventi correttivi da intraprendere;
- indagini sperimentali da effettuare per un possibile approfondimento;
- bibliografia di riferimento.

PILE		N =	POSIZIONE	MATERIALE: c/c		
FOTO N°	NOTE	visivo	DIFETTO	G	Estensione K_1 0,2 : 0,5 : 1	Intensità K_2 0,2 : 0,5 : 1
			8) Mancate di unidità	1		
			9) Cric alla trave maltrata	2		
			10) Vespai	2		
			11) Distacco del copriferro	2		
			17) Armatura esposta	5		
			19) Lesioni a raggrafa nodate	1		
			20) Lesioni orizzontali	2		
			21) Lesioni verticali	2		
			22) Lesioni orizzontali	5		
			26) Staffe scoperte assiale	3		
			27) Lesioni attacco piastrini	2		
			28) Armatura verticale deformata	5		
			61) Fuori piombo	4		
			62) Difetti app. anelli d'appoggio	4		
			63) Danni da urto	4		
			64) Sbalzamento	5		

NOTA: i coefficienti scelti rappresentano un valore medio di tutti gli elementi

Struttura: _____ Località: _____ Inv: _____ Ispettore: _____ Data: __/__/__

DISTACCO DEL COPRIFERRO						1.5
G	Estensione K_1			Intensità K_2		
	0,2	0,5	1	0,2	0,5	1
2	Appena presente	~ 50% della superficie	~ tutta la superficie	Sempre = 1		



Fig.2: Esempio di scheda di valutazione ispettiva e di scheda difettologica

3 PRESENTAZIONE DEL CASO STUDIO

I concetti presentati nei paragrafi precedenti hanno costituito parte delle indagini preliminari volte alla redazione del progetto di retrofitting di Ponte Resia a Bolzano.

Il ponte Resia, situato sul fiume Isarco, è una struttura a travata tipo Gerber (fig.3) costituita da tre campate in calcestruzzo armato delle quali la principale è posta al centro e presenta sbalzi simmetrici di 9 metri circa in direzione delle spalle che sostengono, assieme alle spalle stesse, le due campate laterali.

Sia le campate laterali che quella centrale sono composte da sei travi principali ad altezza variabile, collegate da traversi e da una soletta in c.a. all'estradosso (fig.4). La campata centrale presenta inoltre, per tutta la sua estensione, una soletta inferiore di chiusura in modo da realizzare una struttura a cassone.

La lunghezza totale del manufatto è di 112 m mentre la larghezza complessiva è di 16 m con una carreggiata centrale di 10 m e due marciapiedi laterali da 3 m ciascuno.

Le principali caratteristiche della struttura sono:

- 1) luce tra le due pile: 37.75 m; luce tra pila e appoggio: 37.15 m;
- 2) lunghezza degli sbalzi della campata centrale: 9.25 m;
- 3) n° di travi principali: 6; spessore delle travi: 0.5 m;
- 4) larghezza totale dell'impalcato: 16 m.

Il ponte, costruito nel 1942 dalla Cementi Armati Centrifugati di Trento, è attualmente di IIa categoria (fig.5).

L'intervento di retrofitting descritto in seguito, con le conseguenti ricadute migliorative in termini prestazionali, consente il passaggio da IIa a Ia categoria (D.M. 4 maggio 90) per il ponte in questione.

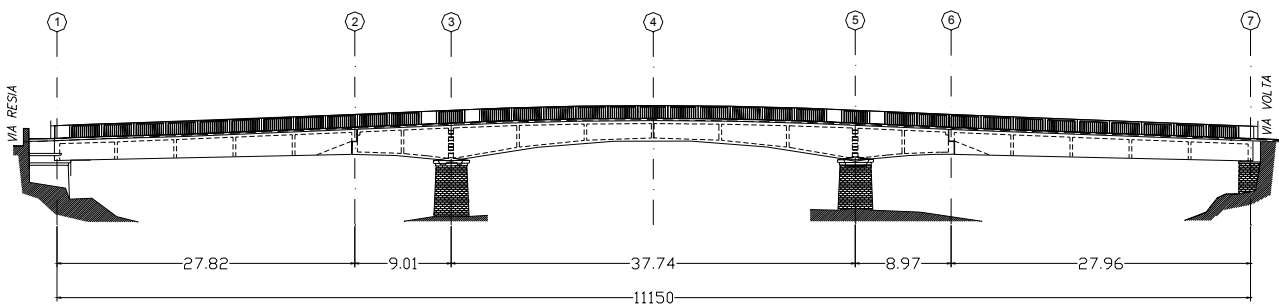


Fig.3: Sezione longitudinale dell'impalcato: stato di fatto

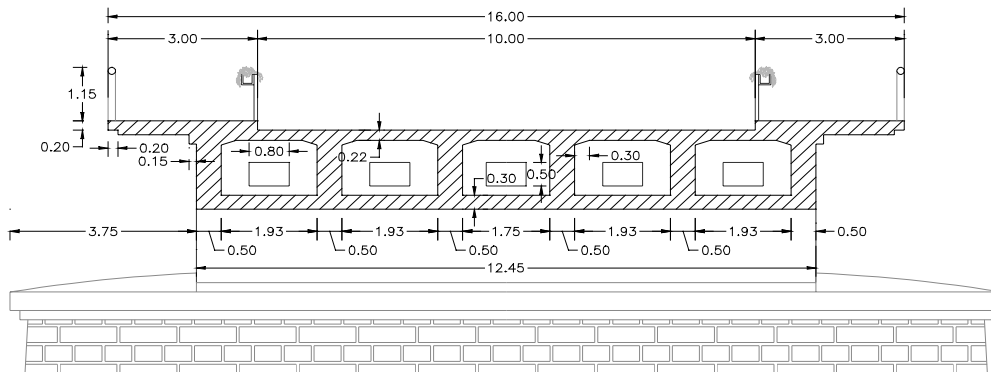


Fig.4: Sezione trasversale dell'impalcato: stato di fatto



Fig.5: Un immagine del ponte Resia sull'Isarco a Bolzano

4 ANALISI DELLE PATOLOGIE PRESENTI

La programmazione degli interventi di retrofitting da effettuarsi sul ponte è stata preceduta da un'analisi difettologica, effettuata secondo la metodologia precedentemente descritta, che ha portato all'individuazione di un certo numero di patologie presenti sia sull'impalcato sia in corrispondenza di pile e spalle.

Alcune delle patologie riscontrate, oltre alla presenza di quadri fessurativi derivanti sia da azioni taglienti in prossimità degli appoggi (fig.6 (a)) sia da azioni flessionali in campata e agli appoggi, sono brevemente elencate di seguito.



(a)



(b)



(c)



Fig.6: Alcune patologie presenti sulla struttura in esame

5 ANALISI DELLO STATO FESSURATIVO E CAMPAGNA SPERIMENTALE

Lo stato fessurativo riscontrato e rilevato nel dettaglio, come indicato in figura 7, è stato analizzato attraverso l'implementazione di un modello tridimensionale ad elementi finiti.

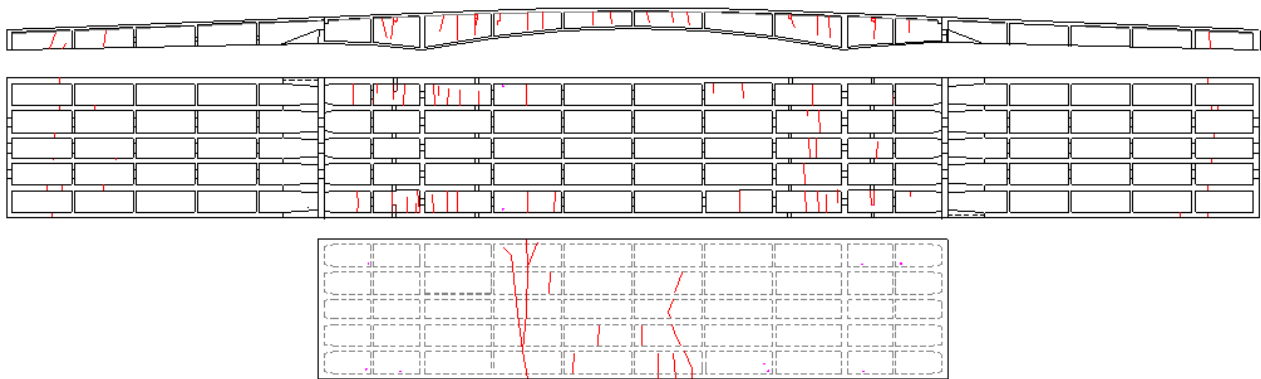


Fig.7: Rilievo del quadro fessurativo presente nel manufatto

Il modello FEM, realizzato con elementi “plate” (figg.8-9), considera l'intera struttura del ponte formata dai 6 corsi di travi longitudinali ad altezza variabile collegati da una soletta collaborante superiore di 20 cm di spessore, e nel solo tronco centrale, da una controsoletta inferiore con altezza variabile. Questo modello permette di comprendere il comportamento spaziale del ponte e la sua effettiva rigidezza trasversale.

E' così possibile controllare la reale ripartizione dei carichi mobili e lo stato deformativo. L'analisi effettuata con l'impiego del modello descritto ha portato a confermare lo stato fessurativo rilevato in situ.

Sono state inoltre effettuate prove di carico sia statiche che dinamiche (fig.10) utilizzate per conseguire una taratura affidabile del modello di calcolo agli elementi finiti, messo definitivamente a punto grazie a dettagliate indagini sui materiali da costruzione (fig.11).

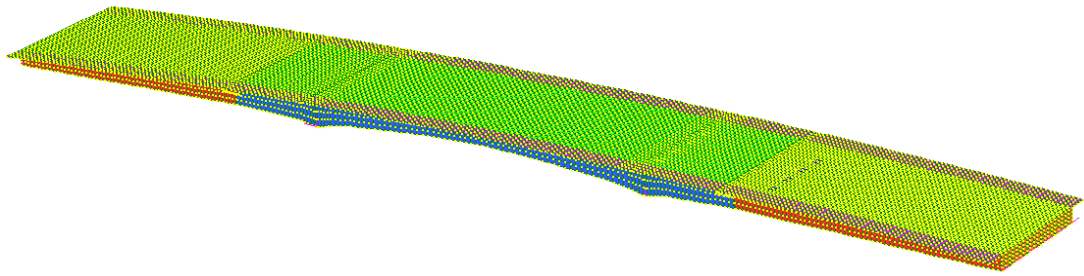


Fig.8: Modello tridimensionale agli elementi finiti del ponte

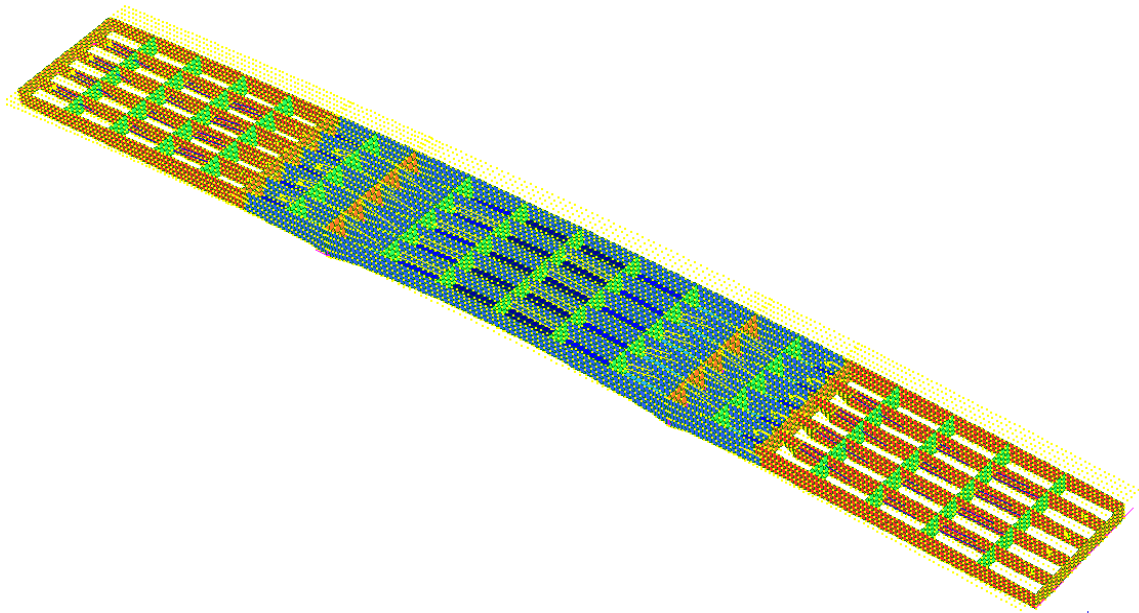
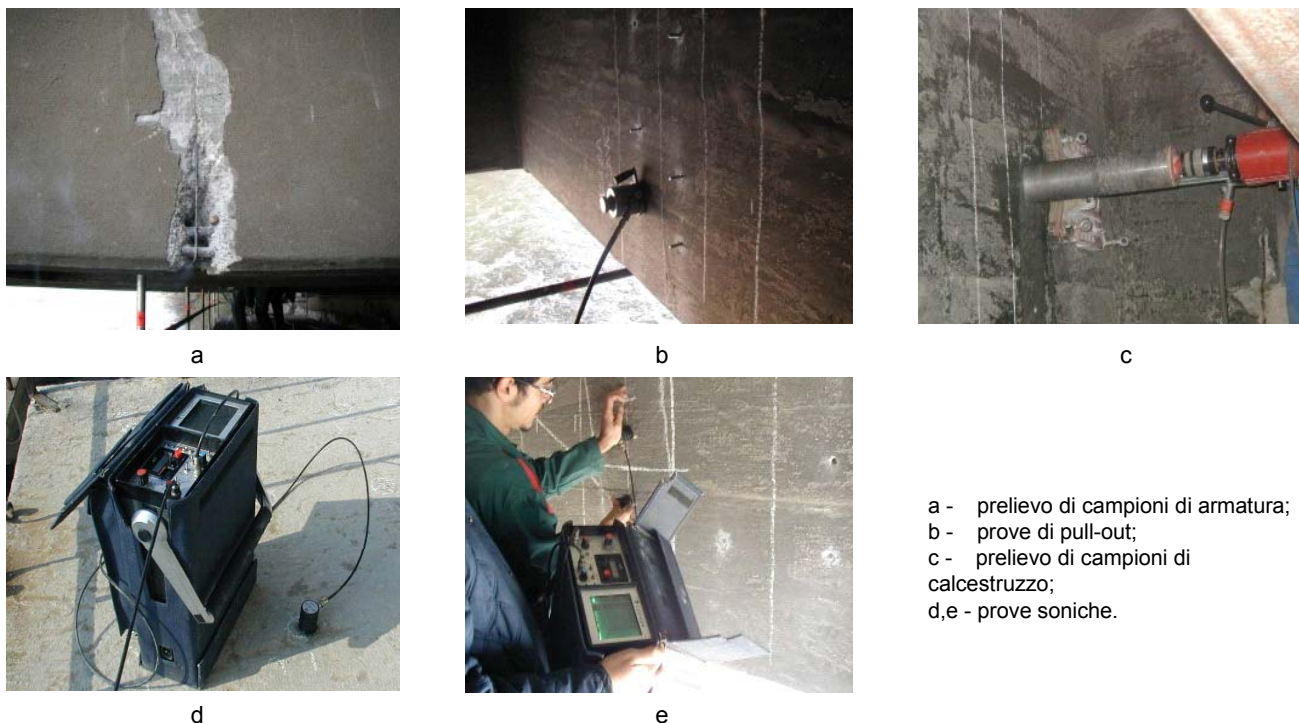


Fig.9: Modello FEM 3D: stato di fatto senza la soletta superiore



Fig.10: Prove di carico statiche e dinamiche



a - prelievo di campioni di armatura;
 b - prove di pull-out;
 c - prelievo di campioni di calcestruzzo;
 d,e - prove soniche.

Fig.11: Indagini sperimentali sui materiali da costruzione

6 FASI DI INTERVENTO

Le fasi di intervento, derivanti da simulazioni di carico secondo le combinazioni più gravose previste dalla Normativa vigente sul modello tridimensionale ad elementi finiti, sono descritte nel seguito.

6.1 Fase 1. Sostituzione degli appoggi

Al fine di ripristinare l'iniziale schema statico strutturale è prevista inizialmente la sostituzione di tutti gli appoggi sia nella campata centrale sia in quelle di riva.

6.2 Fase 2. Recupero delle superfici di calcestruzzo ammalorate

Le porzioni di impalcato che presentano delle patologie verranno recuperate tramite trattamenti di rimozione superficiale degli strati di calcestruzzo ammalorati, passivazione e/o sostituzione locale delle barre di armatura, ripristino dei copriferri e protezione superficiale.

6.3 Fase 3. Post compressione dell'impalcato con cavi esterni

Le analisi effettuate sullo stato di fatto hanno evidenziato stati sollecitativi tali da giustificare il quadro fessurativo manifestato dalla struttura sia agli appoggi che in campata.

Tale situazione verrà recuperata con l'opportuno posizionamento di cavi da precompressione posti esternamente alla struttura esistente sia all'interno della campata centrale a cassone sia in

corrispondenza delle campate di riva. In questo modo verrà impresso alla struttura uno stato coattivo in grado di colmare il deficit di resistenza nei confronti dei carichi di progetto.

6.4 Fase 4. Placcaggio con lamine e tessuti in FRP

L'intervento in oggetto prevede il rinforzo locale della struttura principale del ponte con lamine e tessuti in fibra di carbonio. In corrispondenza degli ancoraggi e dei deviatori dei cavi da precompressione sulla struttura esistente, in conseguenza all'insorgere di concentrazioni tensionali incompatibili con le caratteristiche meccaniche del supporto esistente, si prevede il placcaggio localizzato del calcestruzzo con lamine in fibra di carbonio al fine di distribuire le tensioni su una superficie sufficientemente estesa.

In corrispondenza degli appoggi e dei traversi si prevede il rinforzo a locale con tessuto monodirezionale.

Il posizionamento dei cavi di post compressione e dei placcaggi in FRP è descritto in figura 5. Al termine delle quattro fasi descritte è prevista una serie di interventi non strutturali che non verranno descritti all'interno del presente lavoro.

L'intervento proposto e descritto in estrema sintesi in figura 12 è stato simulato attraverso il modello tridimensionale ad elementi finiti prima descritto (figg. 8-9).

In tal modo è stato possibile verificare che l'effetto della precompressione esterna, applicata sulle 4 travi longitudinali interne (fig.13), utilizzata per aumentare la portata del ponte, venga diffuso uniformemente su tutta la sezione trasversale, per mezzo dei setti trasversali.

E' stata inoltre verificata l'ammissibilità delle tensioni nei setti e nella struttura principale. Lo stesso modello è stato utilizzato per studiare anche lo stato deformativo derivante dalle combinazioni di carico più gravose. Lo stato deformativo soggetto ad una combinazione di carico non simmetrica e alla precompressione è presentato in figura 14.

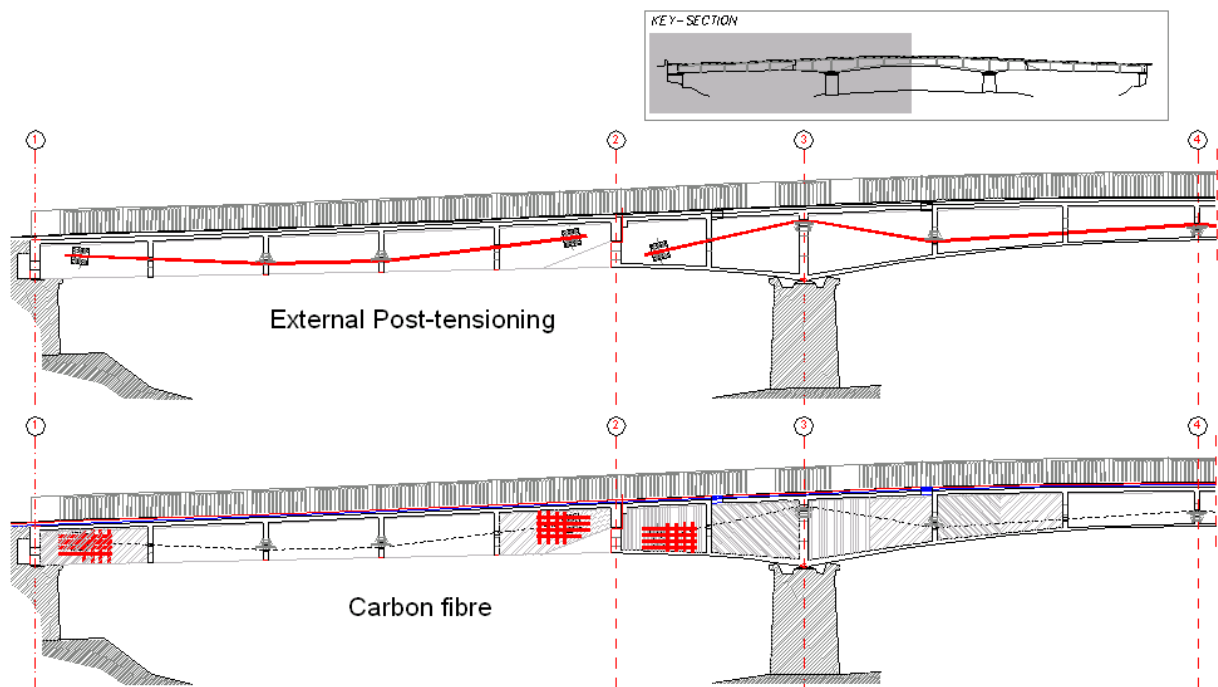


Fig.12: L'intervento di retrofitting proposto con l'impiego di cavi esterni di precompressione e FRP

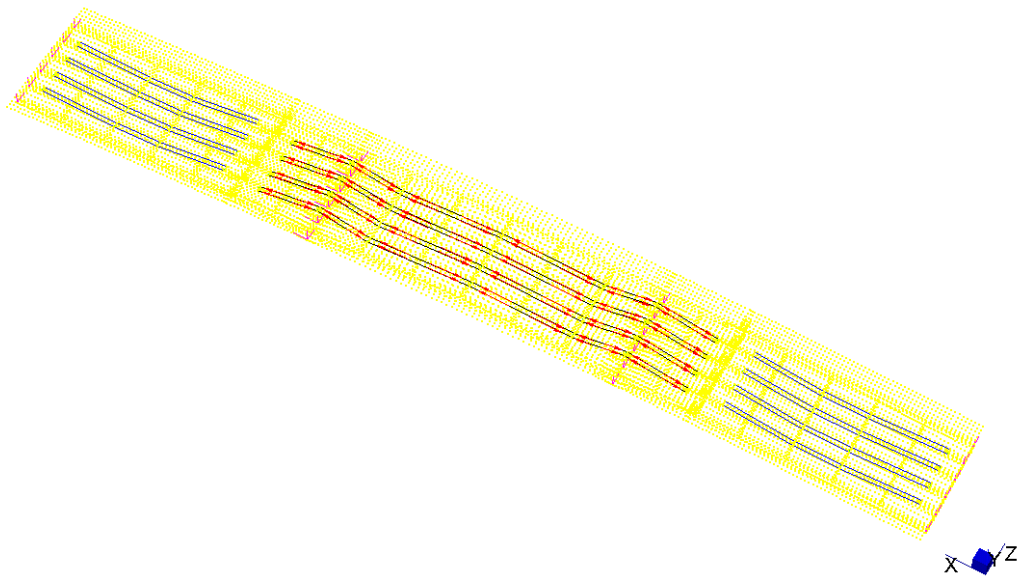


Fig.13: Modello tridimensionale ad elementi finiti con l'inserimento dei cavi di precompressione esterna

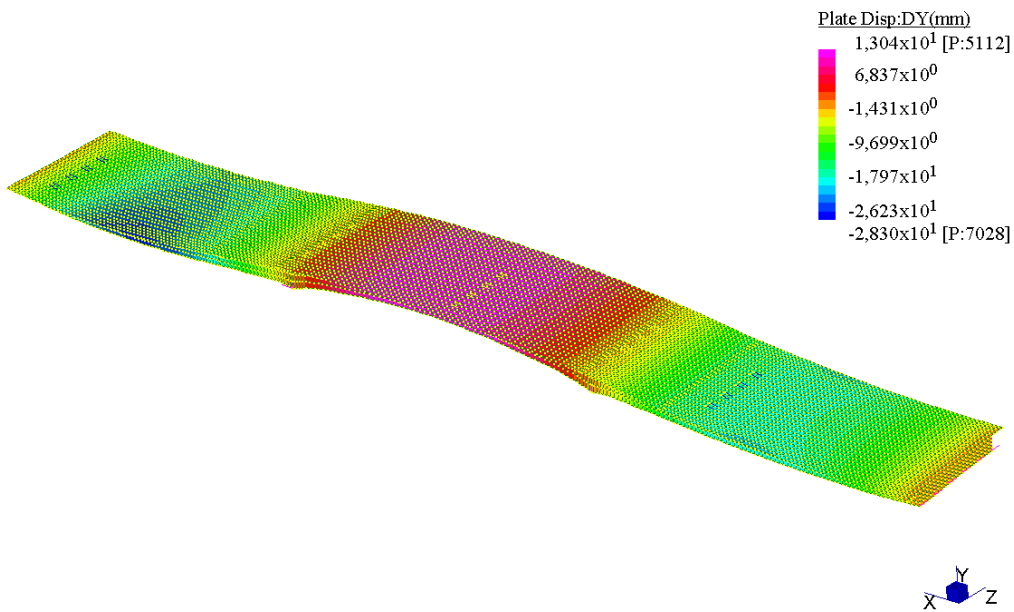


Fig.14: Abbassamenti verticali per condizioni di carico non simmetriche e precompressione esterna

12 CONCLUSIONI

Il progetto di retrofitting di Ponte Resia a Bolzano presentato nell'ambito di questo lavoro, prevede una tecnica di consolidamento ibrida che abbinata la precompressione dell'impalcato ottenuta con cavi esterni al placcaggio di porzioni di struttura con lamine e tessuti in FRP.

Con l'effetto della precompressione esterna e grazie agli interventi di rinforzo con lamine e tessuti è possibile ricondurre le tensioni sui materiali dell'impalcato esistente all'interno di valori consentiti dalla Normativa Italiana vigente, anche con il passaggio del ponte dalla 2° alla 1° categoria.

DATI RIEPILOGATIVI

Committente: Comune di Bolzano, Ufficio Infrastrutture e Strade
Prove sperimentali: 4Emme Service S.p.a.
Progetto: Prof. Enzo Siviero, Ing. Bruno Briseghella, Ing. Tobia Zordan
Bolina Ingegneria S.r.l.
Progeest S.r.l.
Tipo di intervento: Retrofitting con impiego congiunto di FRP e precompressione esterna

RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano l'ing. Begher, direttore dell'Ufficio Infrastrutture e Strade del Comune di Bolzano, e l'ing. Martinello della 4Emme Service per la preziosa collaborazione durante la redazione del progetto presentato.

BIBLIOGRAFIA

- [1] B. Briseghella, S. Martinello, E. Siviero, and F. Bertoluzza - *Bridge inspection and monitoring in the municipality of Bolzano (Italy)*. First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, IABMAS 2002, Barcelona, 14 – 17 July, 2002.
- [2] B. Briseghella, S. Martinello, E. Siviero, T. Zordan, and F. Bertoluzza - *Defectiveness Analysis on twenty bridges in the municipality of Bolzano*. 6th International Conference on Short & Medium Span Bridges, Vancouver (BC Canada), July 31 – August 2, 2002.
- [3] CEB –FIP – Model Code 1990, Thomas Telford, 1990.
- [4] CEB – Bulletin d'information n. 181 – Anchorage zones of prestressing concrete members, 1987.
- [5] C. Menn – Prestressed concrete bridges, Birkhauser Verlag, Basel, 1990.
- [6] Fib Ceb-Fip Bulletin 14 (Task Group 9.3), Externally bonded FRP reinforcement for RC Structures, Technical Report on the design and use of Rc structures. Luglio 2001.
- [7] E. Siviero, C. Modena - La Manutenzione programmata di Ponti e Viadotti”, Architettura e Strutture, Vol. 2.
- [8] E. Siviero, R. Cantoni, M. Forin - Durabilità delle opere in Calcestruzzo, *Franco Angeli, 1995*.
- [9] UNI ENV 1992-1-1, Eurocodice 2 - Design of concrete structures, Part 1-1. General rules and rules for buildings. 1990.
- [10] UNI ENV 1992-1-5, Eurocodice 2 - Design of concrete structures, Part 1-5. General rules, Structures with unbonded and external prestressing tendons. 1999.
- [11] VSL Report Series – External Post-Tensioning. Design Considerations. VSL External Tendons. Examples from Practice. Published by VSL International LTD.